

シース管を用いて PCa 化した RC 造柱梁接合部の構造的な性能確認試験（その 2）

Loading Test of Precast RC Beam-Column Joint with Sheath Pipe (Part2)

キーワード

構造実験, 柱梁接合部, プレキャスト化,
RC 造

内田 崇彦*, 浦川 和也*, 野原 悟**

研究概要

本技術開発では仕口部（柱梁接合部）のプレキャスト化を目的として、要素実験¹⁾や施工実験²⁾を行ってきた。既報³⁾では、PCa 化した仕口部の構造的な性能を確認するための構造実験のうち、仕口部のコンクリート設計基準強度が Fc60 の試験体 4 体について実験結果を報告した。本報では既報³⁾に引き続き、コンクリート圧縮強度の条件を改善して再試験を行った 1 体、および仕口部のコンクリート設計基準強度が Fc80 の試験体 2 体について実験結果を報告する。また、本報では PCa 化した仕口部や Fc80 となる部位を含む架構の設計法について、実験結果を基に検討を行った。検討の結果、変形角が 1/33rad より小さい範囲にて、現行の設計法により架構の復元力特性が安全側に評価されることを確認した。

1 はじめに

本技術開発では、図-1に示す手法による柱梁接合部（以下、仕口部）のプレキャスト（以下、PCa）化を目的として、PCa 部材の柱主筋貫通孔に関する要素実験¹⁾や実大の PCa 部材による施工実験²⁾を行ってきた。また、既報³⁾では PCa 化した仕口部の構造的な性能を確認するための構造実験のうち、仕口部のコンクリート設計基準強度が Fc60 の試験体 4 体について実験結果を報告した。

本報では既報³⁾に引き続き、コンクリート圧縮強度の条件を改善して再試験を行った 1 体、および仕口部のコンクリート設計基準強度が Fc80 の試験体 2 体について実験結果を報告し、試験体計画時に設定したパラメータの影響について検証する。また、PCa 化した仕口部を含む架構の設計法について実験結果を基に検討を行う。なお、本報の内容は文献4にて報告しており、実験結果の説明等を補足している。また、一部の考察では文献4の内容を踏まえ、新たな見解を示している。

2 実験概要

詳細については既報³⁾にて記述しているため、そちらを参照されたい。本報では、一部を抜粋・補足して説明する。

2.1 試験体計画

代表的な試験体の配筋詳細図を図-2、試験体諸元を表-1、材料試験結果を表-2に示す。計画した試験体のう

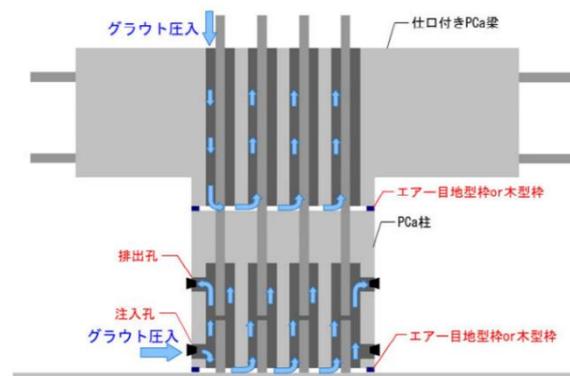


図-1 対象とする仕口部 PCa の模式図¹⁾

ち、I6C・I6P・E6C・E6P の4体については既報³⁾で報告しているが、一体打ち試験体：I6C はコンクリートの圧縮強度が計画値を大幅に上回ったため、これに対応する PCa 化試験体：I6P との単純な比較検討が困難となっている。そこで、I6C については試験体コンクリートにおける圧縮強度の条件を改善するよう、試験体を製作し直して再び載荷することとした。なお、試験体の名称については一体目の I6C と区別するため、本報では再製作した試験体を I6C(2) と表記する。また、既報³⁾に準拠して、図-2と同じ方向の試験体見付面を「観察面」、反対側を「計測面」とする。

図-2の補足として、既報³⁾にも同様の図を掲載しているが、本実験の PCa 化試験体は上部柱の機械式継手部にグラウトを行う際、部材の位置を保持する必要があるため、水平目地内の四隅にレベル調整ボルトを設けている。既報³⁾

* 技術センター 建築研究部, ** 建築事業本部 構造設計部 (技術センター 建築研究部兼任)

ではこの表記が漏れていたため、本報にて追記している。

2.2 加力計画

試験体の拘束条件は梁支点位置をピン・ローラー支持、柱脚支点位置をピン支持とし、柱頭部に軸力と水平力を与える計画とした。軸力については試験体ごとに一定とし、表-1に示す軸力比： η に相当する値とした。水平力については変位制御による正負交番の漸増繰り返し載荷とし、制御対象を試験体全体の層間変形角： R とした。加力スケジュールについては各サイクルの目標変形角を $R=1/800\text{rad}$, $1/400\text{rad}$, $1/200\text{rad}$, $1/100\text{rad}$, $1/67\text{rad}$, $1/50\text{rad}$, $1/33\text{rad}$, $1/25\text{rad}$, $1/20\text{rad}$ と設定し、 $R=1/200\sim 1/25\text{rad}$ の範囲では2サイクルずつ載荷を行う計画とした。

3 実験結果

3.1 破壊経過

ここでは、I6C(2)・I8P・E8Pの3体を対象に実験結果の概要を報告する。荷重-変形関係を図-3、 $R=1/25\text{rad}$ (正加力・1回目)に達した時点の仕口部の状況を図-4に示す。なお、図-3の横軸は試験体全体の変形角： R 、縦軸は柱のせん断力： Q_c に相当する荷重を表す。ここで、 Q_c についてはP- δ 効果による軸力： N からの付加分を考慮して(1)式により算出した。(1)式中のPは水平ジャッキの荷重、 θ

表-1 試験体諸元

試験体名	I6C, I6C(2)	I6P	E6C	E6P	I8P	E8P
施工法	一体打	PCa化	一体打	PCa化	PCa化	PCa化
仕口部	形状	十字形		ト形*1		ト形*1
	F_c [N/mm ²]	60		80		80
	配筋 (pw)	5×2-D6 (0.35%)		5×2-D6 (0.37%)		5×2-D6 (0.38%)
	材種	SD295		SD295		SD295
	せん断余裕度*2	1.13		1.09		1.03
柱梁強度比*3	2.79		3.18		2.68	2.99
柱	断面	B×D=400×400 (M/Qd=1.36)				
	F_c [N/mm ²]	60		80		80
	配筋 (pg)	12-D16 (1.49%)		12-D16 (1.49%)		12-D16 (1.49%)
	材種	SD345		SD345		SD390
	HOOP	配筋 (pw) 4-S6@60 (0.53%)		配筋 (pw) 4-S6@60 (0.53%)		配筋 (pw) 4-S6@60 (0.57%)
材種	KSS785		KSS785		KSS785	
軸力比 η *4	0.15		0.05		0.15	0.05
梁	断面	B×D=280×360 (M/Qd=3.84)				
	F_c [N/mm ²]	48		60		60
	配筋 (pt)	上下とも 4/2-D16 (1.18%)	上下とも 4/3-D16 (1.38%)	上下とも 4/3-D16 (1.38%)	上下とも 4/4-D16 (1.58%)	上下とも 4/4-D16 (1.58%)
	材種	SD390	SD390	SD490	SD490	SD490
	HOOP	配筋 (pw) 4-S6@60 (0.57%)		配筋 (pw) 4-S6@60 (0.57%)		配筋 (pw) 4-S6@60 (0.57%)
材種	KSS785		KSS785		KSS785	
設計耐力*5 [kN]	243		139		319	180

- *1: ト形試験体では、梁主筋の仕口内定着を機械式定着(定着長さ: 320mm)とする。
- *2: 日本建築学会「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説(1997)」による V_u/V_c を表す。
- *3: 危険断面位置(フェイス)での曲げ耐力を基に、節点回りに換算した曲げを比較対象とする。なお、各部材の曲げ耐力について、梁はAIJ略算式、柱はACI規準式をそれぞれ採用している。
- *4: 圧縮耐力の計算において、柱主筋を考慮する。
- *5: 梁曲げ降伏時の柱せん断力に換算した値を表す。

表-2 材料試験結果

(a) コンクリート, 無収縮モルタル

試験体	コンクリート				無収縮モルタル	
	柱・仕口 (F_c60)		梁 (F_c48)		*仕口部	*継手部
	σ_b	E_c	σ_b	E_c	σ_b	σ_b
	[N/mm ²]	[kN/mm ²]	[N/mm ²]	[kN/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
I6C	73.7	36.9	59.3	34.0	-	-
I6P	57.7	34.6	46.1	35.6	135.8	131.7
E6C	61.6	34.0	50.1	33.7	-	-
E6P	58.3	34.1	45.0	36.2	131.0	127.4
I8P	81.7	39.7	55.6	35.4	124.4	123.1
E8P	83.5	39.7	57.1	35.4	125.0	126.9
I6C(2)	58.7	34.7	48.7	34.3	-	-

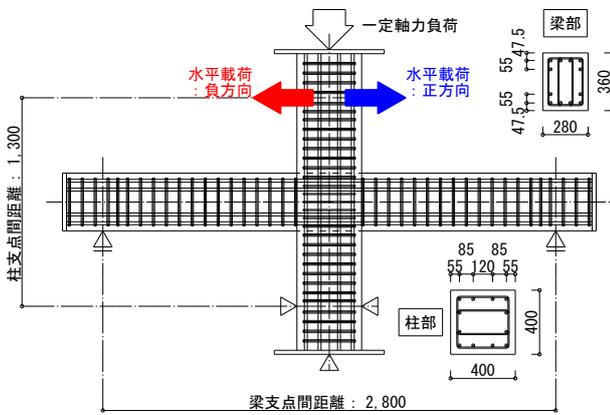
*: 無収縮モルタルの保証強度は、いずれも80N/mm²

(b) 鉄筋

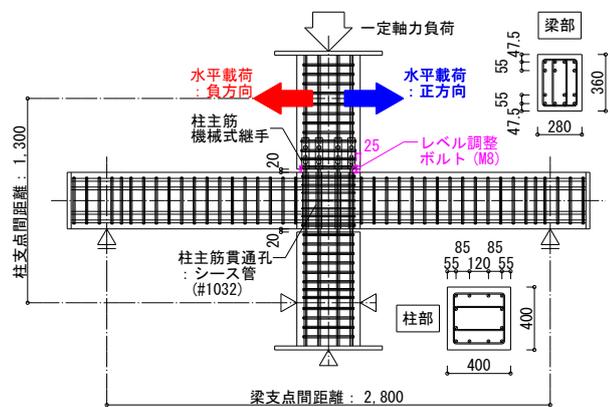
試験体	部位	径(材種)	σ_y	σ_u	E_s	ϵ_y
			[N/mm ²]	[N/mm ²]	[kN/mm ²]	[μ]
I6C	柱主筋	D16 (SD345)	396	599	193	2056
	梁主筋	D16 (SD390)	452	630	201	2251
	仕口HOOP	D6 (SD295)	344	515	177	1947
	HOOP-STP	S6 (KSS785)	*916	1156	172	5316
I6P E6C E6P	柱主筋	D16 (SD345)	403	584	199	2030
	梁主筋	D16 (SD390)	468	658	204	2298
	仕口HOOP	D6 (SD295)	*361	509	194	1863
	HOOP-STP	S6 (KSS785)	*1074	1188	196	5491
I8P E8P	柱主筋	D16 (SD390)	403	584	204	1979
	梁主筋	D16 (SD490)	553	725	200	2773
	仕口HOOP	D6 (SD295)	*361	509	194	1863
	HOOP-STP	S6 (KSS785)	*1074	1188	196	5491
I6C(2)	梁主筋	D16 (SD390)	479	668	205	2333

注) その他の鉄筋は、「I6C, E6C, E6P」と同じ

*: 0.2%オフセット耐力を表す。



(a) 一体打ち試験体: I6C(2)



(b) PCa化試験体: I8P

図-2 試験体配筋詳細図

は柱頭部の水平変位に伴う試験体全体の傾斜角度 ($\theta=R$) を表し、 N によるせん断力の付加分は文献5を参考に評価した。

$$Q_c = P + N \times \tan \theta \quad (1)$$

また、図-3中の Q_{cal} は表-1中の設計耐力（材料強度を規格値として計算した値、鉄筋については上限強度を採用）を表す。図-4については、上記試験体の他に比較用として I6C・I6P・E6P も併せて掲載した。また、同図において青で強調されているひび割れ線は図-2に記載のある正加力時、赤は負加力時に確認された箇所を表す。なお、I8P については $R=1/25\text{rad}$ 時に水平載荷に伴うねじれ変形が確認されたため、 $R=1/20\text{rad}$ は行わずに終了した。

各試験体に共通する主な破壊経過として、早期に梁の基端部付近で曲げひび割れが発生し、 $R=1/200\text{rad}$ から $1/100\text{rad}$ へ移行する段階でパネルゾーンにせん断ひび割れが確認された。また、柱せん断力は Q_{cal} を上回り、梁曲げ降伏型の破壊モードの様相を呈した。

3.1.1 十字形一体打ち試験体 (I6C・I6C(2)) の比較

コンクリートの圧縮強度に関して、表-2(a)に示すように I6C(2)は計画値と概ね一致しているが、I6C は I6C(2)よ

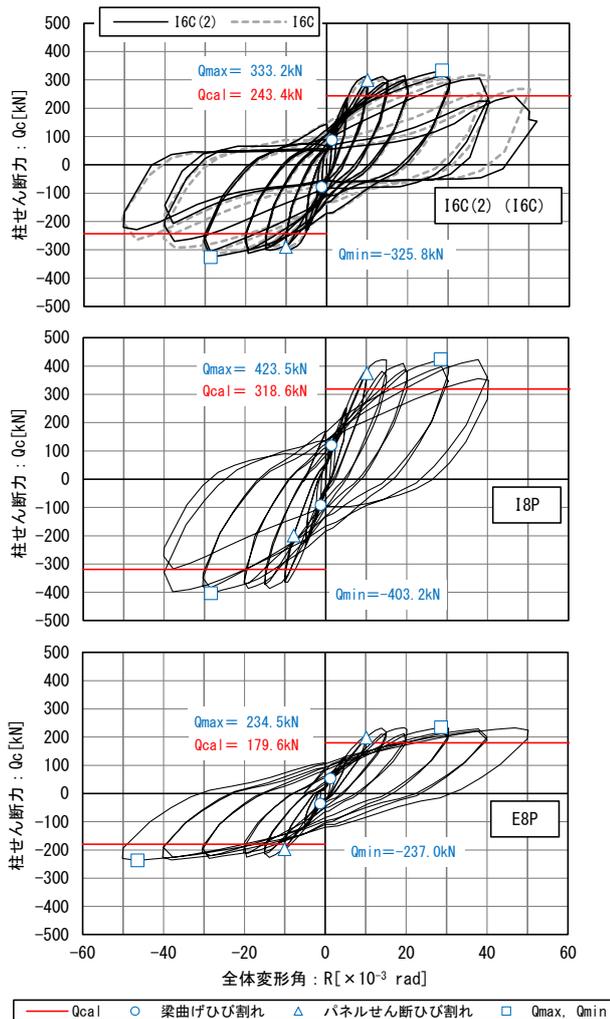


図-3 荷重-変形関係

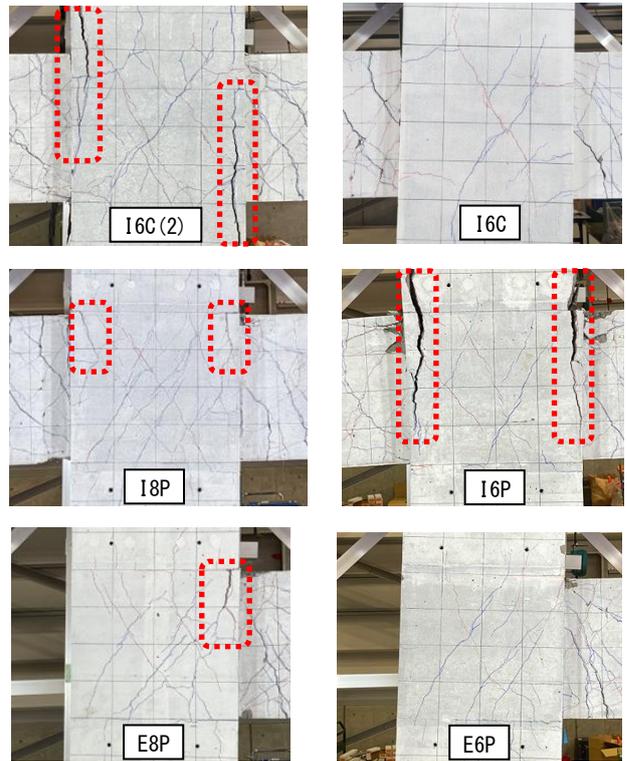


図-4 仕口部の破壊状況 ($R=+1/25\text{rad}$ ・1回目)

りも2割以上大きい条件となっている。両試験体の破壊経過の違いとして、I6C(2)では I6C よりも各部のひび割れ本数が増える傾向が見られた。図-4は $R=+1/25\text{rad}$ 到達時の観察面側を表し、I6C(2)では同図中の破線表記箇所にて梁曲げに起因すると思われる、ひび割れ幅の卓越が確認された。なお、I6C では同様の損傷が観察面側に見られなかったが、計測面側に確認されている³⁾。荷重-変形関係については図-3に示すように、両試験体に大きな差異は見られなかった。

3.1.2 十字形 PCa 化試験体 (I6P・I8P) の比較

I6P は、 $R=1/100\text{rad}$ に到達した時点で梁の二段目主筋まで降伏ひずみ： ϵ_y に到達したが、I8P では $R=1/100\text{rad}$ で一断面主筋、 $R=1/67\text{rad}$ で二段目主筋が ϵ_y に到達した。

I6P と I8P に共通する破壊経過として、図-4中の破線表記箇所ですすように、柱主筋位置に沿った鉛直方向のひび割れが確認された。I8P ではパネルゾーンの上部にのみひび割れが発生する程度だったが、I6P では上部柱の脚部からパネルゾーンにかけてひび割れが伸展し、試験体の全体変形角の増大に伴ってひび割れ幅の拡大が見られた。

既報³⁾では I6P のこうした損傷が、機械式継手やシース管の位置で発生していることから、柱一般部よりもかぶり厚さが小さかったために生じたと推察している。改めて情報を整理した結果、現時点では他の有力な要因として、PCa 化試験体の目地部に設けたレベル調整ボルトの影響が挙げられる。本実験の PCa 化試験体には、図-2に示すように水平目地内のレベル調整ボルトを設けている。本来であればボルト天端と接触するコンクリート面には受け材と

して鋼製プレート等を設けるが、本実験ではいずれの PCa 化試験体もレベル調整ボルトとコンクリート面が直に接触しており、接触面への応力集中によりボルトを支持するパネルゾーンが損傷した可能性がある。また、レベル調整ボルトのインサートは上部柱のかぶり厚さ範囲に定着させていたため、PCa 化試験体の上部柱の脚部は主筋位置に鉛直方向のひび割れを生じやすい条件だったと思われる。I6P のひび割れ箇所から露出したレベル調整ボルトの状況を図-5に示す。



図-5 レベル調整ボルト (I6P)

3.1.3 ト形 PCa 化試験体 (E6P・E8P) の比較

E6P が梁の二段目主筋まで ϵ_y に到達したのは $R=1/100\text{rad}$ 到達時だったが、E8P は $R=1/67\text{rad}$ であった。また、E6P では十字形 PCa 化試験体に見られたレベル調整ボルトに起因するひび割れは確認されなかったが、E8P では図-4中の破線表記箇所を示すパネルゾーン位置にて確認された。その他の破壊経過については、E8P と E6P とで概ね同様の傾向を示した。

3.2 鉄筋のひずみ分布

ここでは、既報³⁾の試験体4体 (I6C・I6P・E6C・E6P) を含む合計7体を対象に記述する。また、鉄筋ひずみは柱軸力導入後、水平荷荷の開始時点を基準とした値を表す。

3.2.1 梁主筋のひずみ分布

梁上端主筋の鉄筋ひずみ分布を図-6に示す。同図は、 $R=1/800\sim 1/100\text{rad}$ (各1回目) を対象に各サイクルのピーク時の値を表す。また、各試験体共通の計測位置は上端主筋としているため、同図では右側梁 (ト形試験体に接続している梁) の上端主筋に引張が生じる負加力時を表す。

I6C と I6C(2)については、コンクリート圧縮強度の条件が異なるものの、梁主筋の鉄筋ひずみの分布としては概ね一致する結果となった。その他の試験体についても、パラメータによらず同様の傾向を示した。

3.2.2 柱主筋のひずみ分布

右側柱主筋の鉄筋ひずみ分布を図-7に示す。同図は、 $R=+1/800\sim +1/20\text{rad}$ (各1回目) を対象に各サイクルのピーク時の値を表す。十字形とト形とでひずみ分布の傾向に差

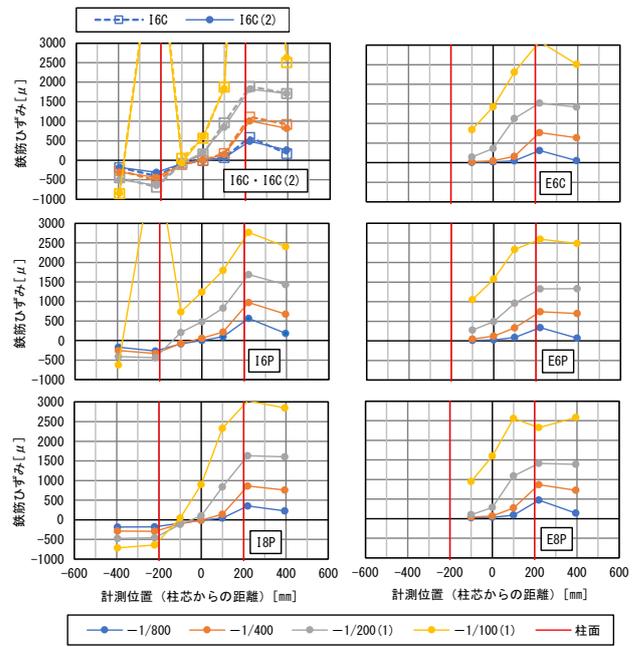


図-6 梁上端主筋のひずみ分布 (負加力時)

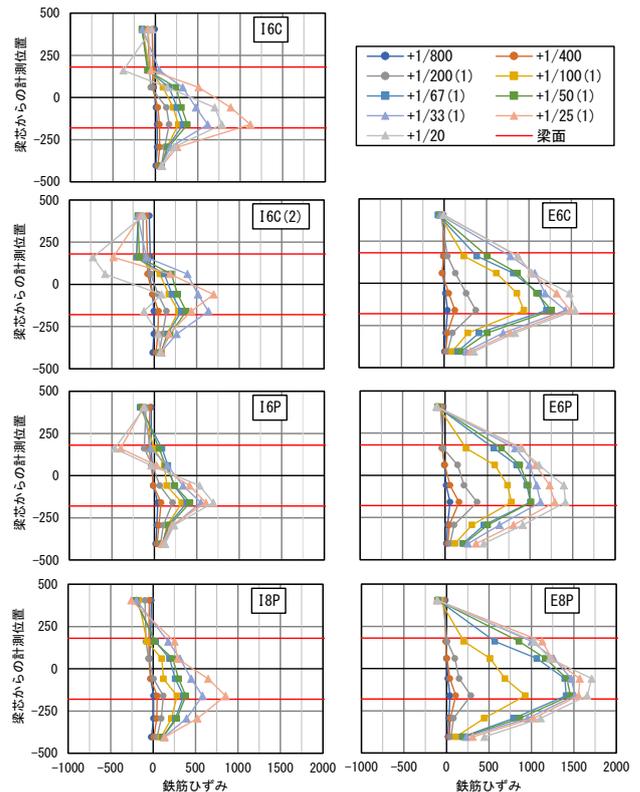


図-7 右側柱主筋のひずみ分布 (正加力時)

異は見られたが、同一の仕口部形状の試験体間では、施工方法による大きな違いは確認されなかった。

3.2.3 柱部、および仕口部せん断補強筋のひずみ分布

柱せん断補強筋のひずみ分布を図-8に示す。試験体ごとひずみ分布の傾向に若干の差異は見られるものの、パラメータとの具体的な相関関係までは確認されなかった。

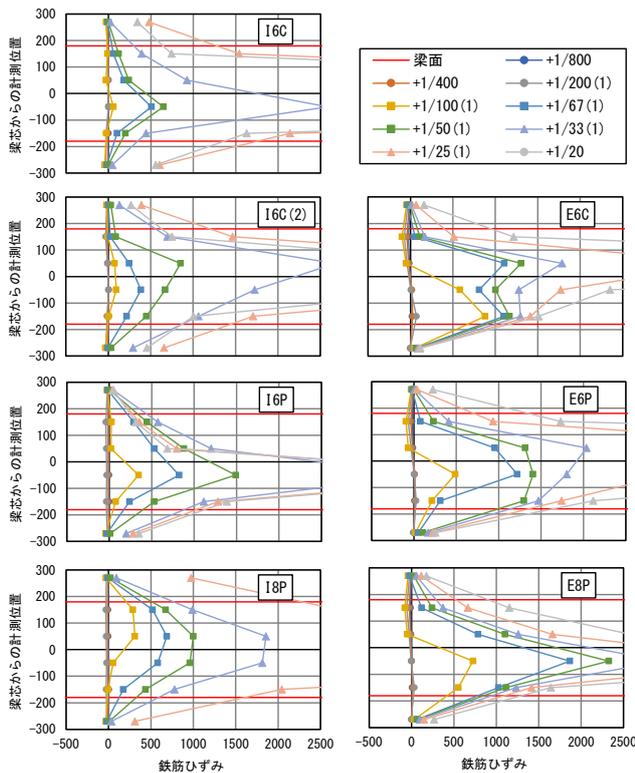


図-8 柱せん断補強筋のひずみ分布（正加力時）

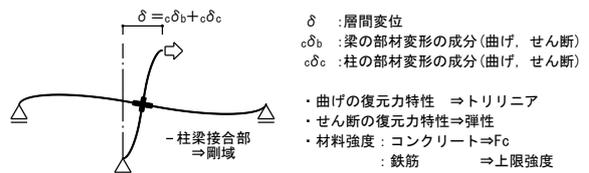


図-9 設計モデル

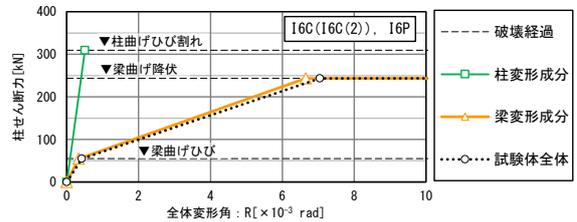


図-10 試験体全体の包絡線の計算例 (I6C, I6P)

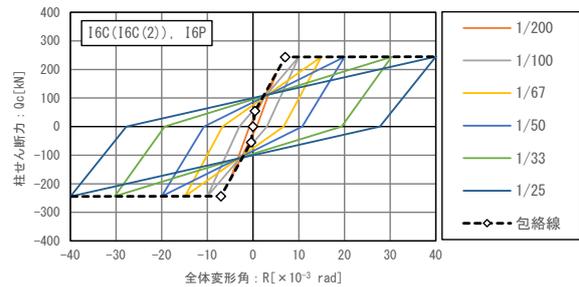


図-11 設計モデルの履歴ループ (I6C, I6P)

4 設計方法の検証

ここでは、現行の設計法(例えば6, 7)を各試験体に適用し、設計上の評価と実験結果とを比較することで、PCa化した仕口部やFc80となる部位を含む架構への適用性を検証する。

4.1 設計上の評価方法について

試験体を線材に置換したモデル（以下、設計モデル）の模式図を図-9、試験体全体を対象とした包絡線の計算例を図-10に示す。設計モデルは仕口部を剛域とし、剛域長さを文献8に準拠して設定した。また、試験体の加力点における水平力（柱せん断力）と水平変位（試験体全体の層間変位）： δ の関係を単純化するため、 δ は各部材の変形成分の和とし、各部材の変形成分は曲げ変形とせん断変形のみ考慮した。各変形成分の復元力特性は、曲げをトリリニア、せん断を弾性とし、文献7～9を参考に算定した。なお、材料強度についてはコンクリートをFc、鉄筋を上限強度として計算した。また、図-10に示す各部の変形成分は、それぞれの2本の部材を合算した計算結果を表す。

設計モデルの履歴ループについて、モデル化の例を図-9に示す。設計モデルに適用する履歴モデルは、地震応答解析プログラム「SS21/DynamicPro(ユニオンシステム株)」で採用されている「D-Tri-4」とした。

4.2 包絡線

各試験体の柱せん断力-層間変形角関係から抽出した包絡線を図-12に示す。同図の設計モデルは前節の方法により算定したものを表す。いずれの試験体も設計上は梁の

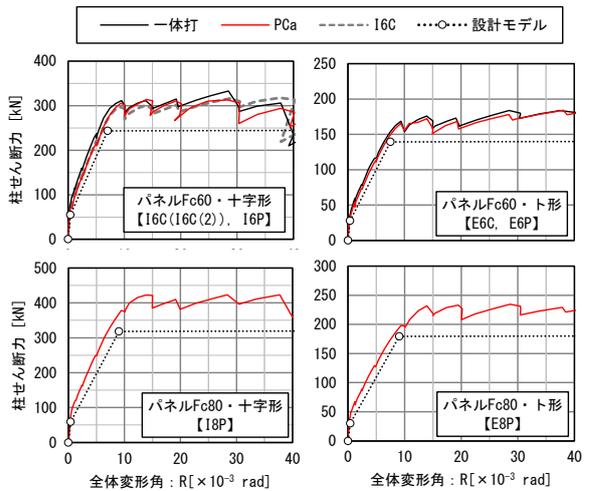


図-12 各試験体の包絡線（正加力時）

曲げ降伏が柱の曲げひび割れよりも先行するため、設計モデルの包絡線において第一折れ点は梁の曲げひび割れ発生、第二折れ点は梁の曲げ降伏発生に相当している。

図-12から、一体打ち試験体とPCa化試験体との比較に関して、十字形とT形のいずれも実験結果の包絡線が概ね一致した。また、I6CとI6C(2)とを比較すると包絡線に大きな差異は見られず、今回のケースではコンクリート圧縮強度の差異による影響が小さかった。実験結果と設計モデルを比較すると、Fc80を使用した試験体を含めていずれも設計モデルは実験結果を下回り、安全側に評価する結果となった。

4.3 等価粘性減衰定数

各試験体の変位サイクルごとの等価粘性減衰定数：heq を図-13に示す。I6C(2)についてはコンクリート圧縮強度の差異にかかわらず、heq に関して I6C と明確な違いは確認されなかった。実験結果と設計モデルを比較すると、パネルゾーンのコングリートが Fc60の十字形試験体では、変位サイクルの大きい範囲にて実験結果が設計モデルを下回る傾向が見られるものの、 $R=1/33rad$ より小さい範囲ではいずれの試験体に対しても設計モデルによって heq が安全側に評価される結果となった。また、他の試験体についても、設計モデルが heq を安全側に評価することが確認された。

5 I6C(2)と I6P における heq の差異について

5.1 履歴ループの形状の比較

I6C(2)と I6P に関して、代表的な履歴ループ ($R=1/100rad$, $1/50rad$ の各2回目) を図-14に示す。ここで、heq に差異の無かったト形試験体 (E6C, E6P) も比較のために掲載している。同図から、I6C(2)と I6P との heq の差異は、主にスリップ性状の程度の違いに起因していることが分かる。これを試験体の具体的な挙動として捉えた場合、「柱せん断力の方向が反転した際の剛性の違い」に相当すると考えられる。

5.2 破壊経過の比較

文献4では、図-5に示すレベル調整ボルトの影響により破壊経過に差異が生じ、I6P の heq が I6C(2)よりも低下したものと推定している。ここで、heq の差異が変形角の小さい範囲から生じているのに対し、I6P にてレベル調整ボルトによるひび割れが顕在化したのが $R=1/67rad$ 以降であったことから、主要因は別にあると考えられる。

6 おわりに

PCa 化した仕口部を有する RC 造部分架構の静的荷重試験により、以下の知見が得られた。

- ① PCa 化試験体について、一体打ちと同様の現行の設計法を適用することで、 $R=1/33rad$ より小さい範囲にて復元力特性が安全側に評価されることを確認した。
- ② I6C と I6P における heq の差異について、既報³⁾ではその要因がコンクリート圧縮強度の違いにあると推察したが、条件を改善した I6C(2)の実験結果が I6C と大差なかった。また、文献4では I6P のレベル調整ボルトによる影響と推定したが、ボルトによるひび割れが顕在化する以前から heq の差異は生じていた。以上より、差異の主要因は別にあると考えられる。

なお、本実験では PCa 化試験体において目地部の水平方向のずれを計測したが、計測方法の不備により実験結果を適切に記録することができなかつたため割愛した。

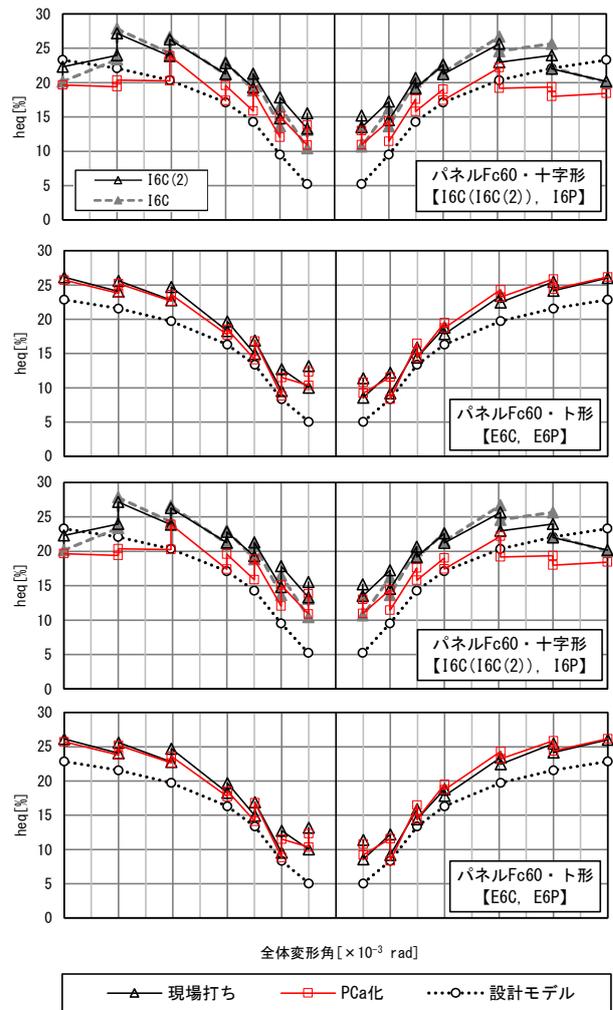


図-13 各試験体の等価粘性減衰定数

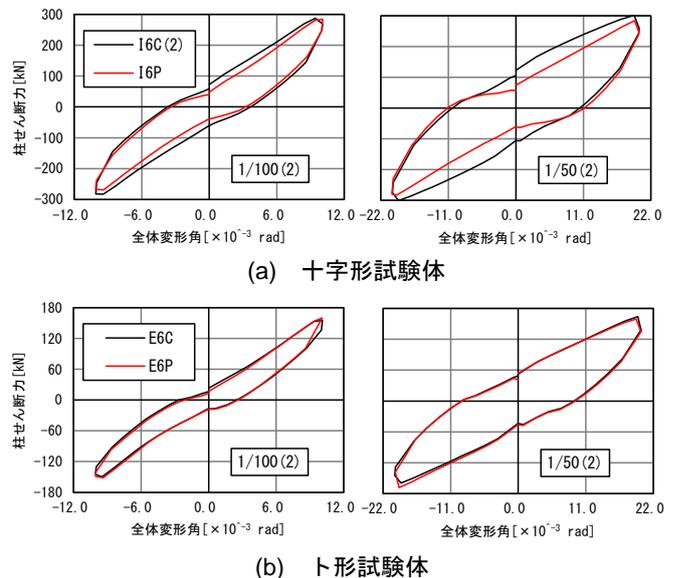


図-14 履歴ループの形状の比較

参考文献

- 1) 水上陽介, 山口薫, 浦川和也, 内田崇彦, 米倉哲: 接合部 PCa 化に向けた要素実験報告書, 佐藤工業技術研究所報 (現: 佐藤工業技報), No.46, pp.46-50, 2021.

- 2) 水上陽介, 水谷剛, 山口薫, 浦川和也, 内田崇彦: 接合部 PCa 工法の実大施工実験, 佐藤工業技術研究所報 (現: 佐藤工業技報), No.45, pp.35-42, 2020.
- 3) 内田崇彦, 米倉哲, 浦川和也, 野原悟: シース管を用いて PCa 化した RC 造柱梁接合部の構造性能確認試験 (その1), 佐藤工業技報, No.47, pp.44-48, 2022.
- 4) 米倉哲, 内田崇彦: プレキャスト化した柱梁接合部を有する RC 造部分架構の静的載荷実験 (その1) ~ (その2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.387-390, 2023.9
- 5) 柴田明德: 最新 耐震構造解析, 森北出版, 1981.
- 6) 現場打ち同等型プレキャスト鉄筋コンクリート構造設計指針(案)・同解説(2002), 日本建築学会, 2002.10
- 7) 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 日本建築学会, 1999.8
- 8) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 日本建築学会, 2018.12
- 9) 監修 国土交通省国土技術政策総合研究所, 国立研究開発法人建築研究所: 2020 年版 建築物の構造関係技術基準解説書, 編集 建築行政情報センター, 日本建築防災協会, 2020.10